

Nuevos factores en el análisis de la licuefacción de suelos

RAFAEL BLÁZQUEZ MARTÍNEZ (*)

RESUMEN Este artículo constituye una puesta al día de trabajos similares publicados por el autor en esta misma revista hace quince años. En él se analizan distintos factores, insuficientemente conocidos y casi nunca cuantificados entonces, que han demostrado tener una incidencia importante en la aparición y evolución de los procesos de licuefacción. Se tiende a abandonar la casuística de los métodos fenomenológicos, frecuentes en los años 70 y principios de los 80, y a sustituirlos por métodos analíticos con una sólida base física. Procediendo de esta manera, es posible encontrar explicaciones científicas para muchas de las observaciones de campo y de laboratorio y juzgar racionalmente los méritos y deficiencias de los métodos de cálculo y la normativa disponible.

NEW FACTORS IN SOIL LIQUEFACTION ANALYSIS

ABSTRACT This paper is an update of similar works published by the author in this journal fifteen years ago. In this research a number of factors important in liquefaction processes—not well known and poorly quantified at that time—are reviewed. Today there is a growing tendency to abandon phenomenological methods (often used in the 70's and early 80's) in favor of analytical methods, which have solid physical bases. Thus, it becomes possible to find scientific explanations for many field and laboratory observations and to judge rationally the merits vs. the shortcomings of the present computational approaches and the available seismic codes.

Palabras clave: Ingeniería sísmica; Geotecnia; Licuefacción; Movilidad cíclica; Dinámica de suelos.

1. INTRODUCCIÓN

Desde el trabajo pionero de H. B. Seed, en 1968, sobre el impacto y dimensión ingenieril de los problemas de licuefacción de suelos, este interesante fenómeno ha sido concienzudamente analizado por una pléyade de investigadores. En la década de los 60 proliferaron los estudios de tipo experimental: se desarrollaron las técnicas de ensayo dinámico de suelos (aparato triaxial, corte simple, mesa vibrante, etc.) y se estableció jerárquicamente la importancia de los distintos factores que gobiernan la licuefacción.

Con este bagaje previo, en la década siguiente se puso el acento en los estudios teóricos de modelización del fenómeno: mecanismo de generación de las presiones intersticiales dinámicas y métodos de cálculo del potencial de licuefacción del terreno.

En consonancia con este desarrollo varios autores (Seed, 1979; Finn, 1981; Blázquez, 1981a y 1981b) publicaron en los años ochenta diversos estados del arte sobre el origen, predicción y prevención del riesgo de licuefacción por efecto de los terremotos. Los avances registrados desde entonces han sido reportados por Finn (1988) y más recientemente por Blázquez (1994), focalizando fundamentalmente en la modelización del problema in situ y su incidencia en la práctica profesional de la ingeniería. Estos estudios se actuali-

zan y complementan en las páginas que siguen, considerando la complejidad del fenómeno en todos sus aspectos: geotécnicos, sismológicos, computacionales, etc. Finalmente se presenta brevemente (y por supuesto no de forma exhaustiva) la normativa existente de relevancia para nuestro país y se indican una serie de líneas de investigación en este campo en las que es previsible una importante producción científica en los próximos años.

2. GÉNESIS Y CARACTERIZACIÓN DEL FENÓMENO

La causa última de la licuefacción del suelo bajo carga dinámica se encuentra en el crecimiento monótonico de la presión intersticial en el suelo saturado a medida que progresa la excitación. Con carácter general, partiendo de la ecuación de Terzaghi:

$$\sigma_v = \sigma'_v + u \quad (1)$$

puede establecerse que, para un depósito horizontal de suelo, como la presión total, σ_v , no varía en el proceso, el aumento de la presión hidrodinámica en el tiempo, $u(t)$ debe corresponderse biunívocamente con la disminución de la presión efectiva, $\sigma'_v(t)$. En el instante inicial:

$$(\sigma'_v)_0 = (\sigma'_v)_0 + u_0 \quad (2)$$

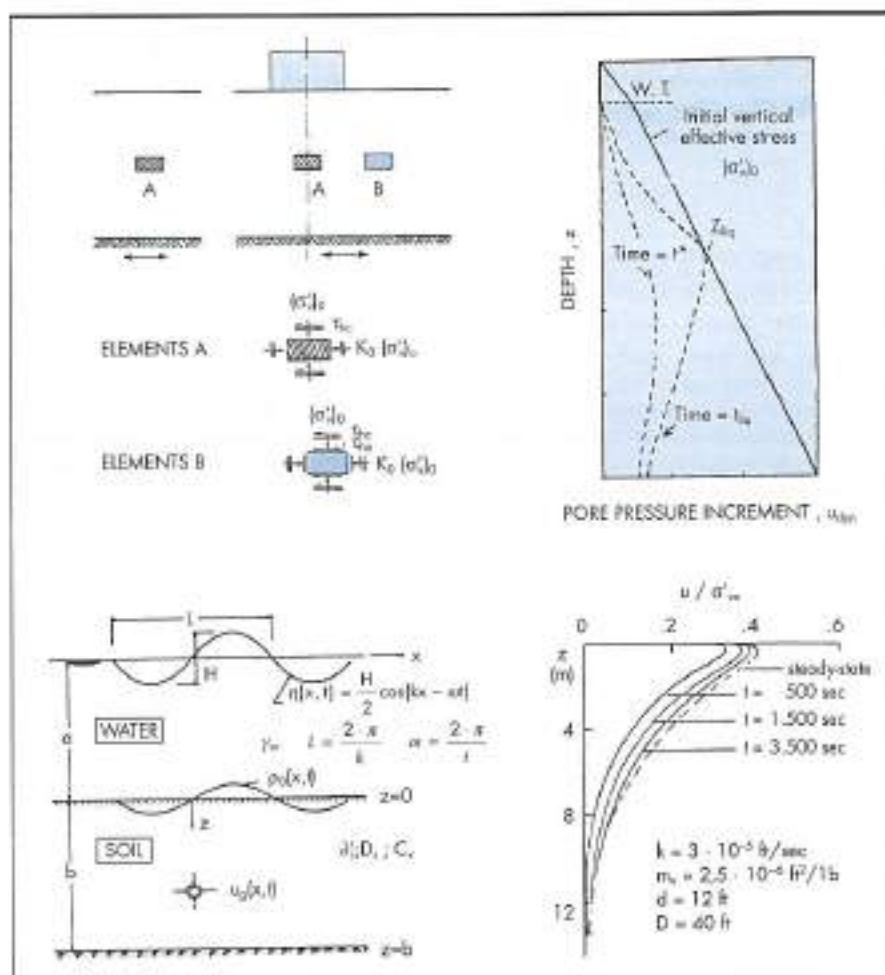
mientras que para un tiempo t cualquiera:

$$(\sigma'_v)_t = \sigma'_v + u = \sigma'_v + u_0 + u_{\Delta\sigma} \quad (3)$$

de donde se deduce, igualando (2) y (3), que:

(*) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Profesor Titular / Dpto. de Ingeniería y Morfología del Terreno. Universidad Politécnica de Madrid.

FIGURA 1. Mecánica de los procesos de licuefacción por efecto de acciones sísmicas (a) y de oleaje (b). Esquema del problema e isocronas dinámicas en el estrato de suelo (Blázquez, 1994; Blázquez y Martínez, 1998).



$$(\sigma_v')_0 + u_0 = \sigma_v' + u_0 + u_{dyn} \quad (4)$$

Si la presión efectiva actual, σ_v' , se anula, quiere decirse que:

$$u_{dyn} = (\sigma_v')_0 \quad (5)$$

produciéndose en ese instante la licuefacción del suelo a esa cota del depósito. La ecuación (5) constituye pues el criterio básico de licuefacción del terreno, con independen-

cia del tipo de excitación: terremoto (Fig. 1-a), oleaje (Fig. 1-b), etc.

Ciñéndonos al caso sísmico, la anulación —siquiera instantánea— de la presión efectiva (intergranular) conlleva la pérdida inmediata de la capacidad portante del terreno, si bien no tiene por qué generar necesariamente un flujo importante del material. De hecho, deformaciones permanentes importantes se evidencian sólo en arenas sueltas, en las cuales se produce un fenómeno de inestabilidad cíclica para bajo número

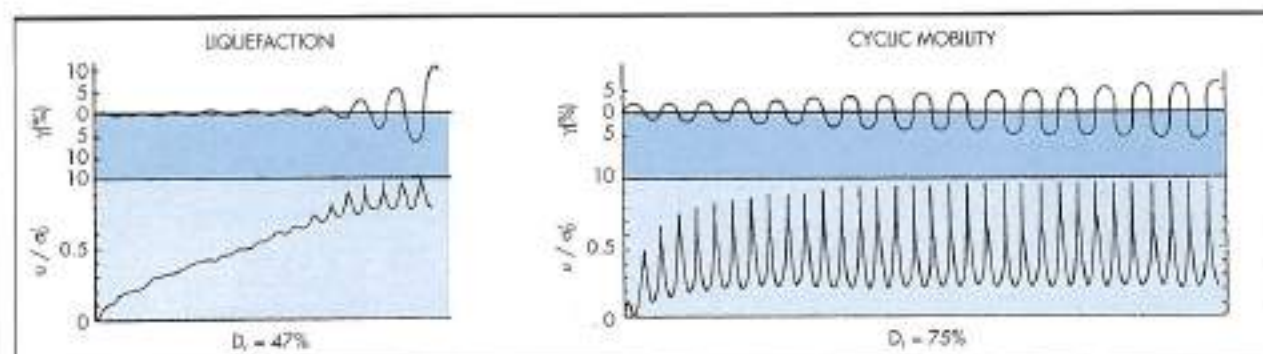


FIGURA 2. Ensayos cíclicos de tensión controlada en arena suelta (licuefacción) y arena densa (movilidad cíclica) (Ishihara, 1985).

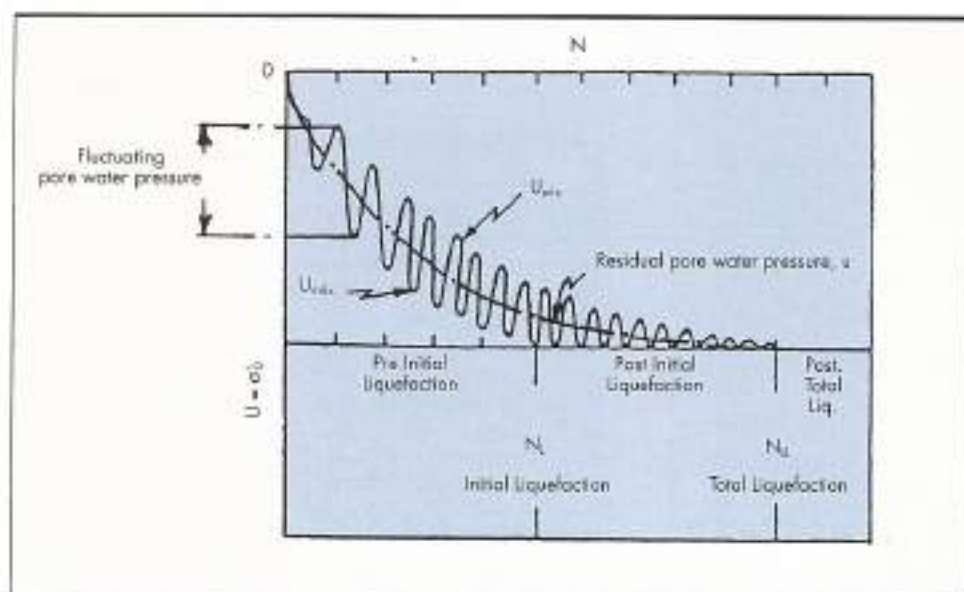


FIGURA 3. Curva típica de crecimiento de la presión intersticial dinámica (Tolaganov, 1992).

de ciclos de carga (LICUEFACCIÓN), con aumento repentino de la deformación tangencial permanente del terreno (Fig. 2-a). Para arenas densas, por el contrario, el crecimiento paulatino de las deformaciones de cizalla es mucho más lento, ya que las tensiones efectivas se recuperan inmediatamente tras su anulación, por efecto de la dilatación positiva característica de este tipo de suelos (MOVILIDAD CICLICA; Fig. 2-b).

Desde el punto de vista experimental la diferencia entre la licuefacción y la movilidad cíclica es clara si se compara (Fig. 3) el número de ciclos necesarios para la licuefacción inicial, N_i :

$$u_{max} = (\sigma'_v)_0; u_{max} = \text{presión intersticial fluctuante} \quad (6-1)$$

con el número de ciclos necesarios para la licuefacción total, N_{LL} :

$$u = (\sigma'_v)_0; u = \text{presión intersticial residual} \quad (6-2)$$

Obviamente para la arena suelta:

$$N_L \approx N_{LL} \quad (7-1)$$

mientras que para la arena densa:

$$N_L \ll N_{LL} \quad (7-2)$$

El criterio de licuefacción expresado por las relaciones (5) y (6) requiere, para su aplicación práctica, usar métodos de cálculo en presiones efectivas, más complejos y menos frecuentes en Geotecnia que los métodos en presiones totales. En este último caso el parámetro de referencia utilizado es la denominada relación de tensiones cíclicas:

$$R = \frac{\tau}{(\sigma'_v)_0} \quad (8)$$

donde τ es la tensión cortante que experimenta el suelo. Las curvas de licuefacción $R \leftrightarrow N$ no son sino curvas de fatiga a bajo número de ciclos de carga, y desempeñan un papel similar a las curvas $u / (\sigma'_v)_0 \leftrightarrow N$ descritas anteriormente. En aquellas se considera que se alcanza la licuefacción cuando la deformación cortante pico-pico en el ensayo dinámico (triaxial, corte simple, etc.) alcanza un valor determinado, usualmente el 5%. De esta manera es posible establecer, teórica o experimentalmente, la relación que existe entre los co-

eficientes de seguridad a licuefacción en presiones intersticiales:

$$\frac{(\sigma'_v)_0}{u} = F_u \quad (9)$$

y en presiones totales:

$$\frac{\tau_{max,i}}{\tau_{max}} = F_t \quad (10)$$

(τ_{max} = tensión tangencial pico impuesta por el terremoto; $\tau_{max,i}$ = tensión necesaria para el suelo licúe en el mismo número de ciclos).

La Fig. 4 muestra dos relaciones de este tipo obtenidas una semiempíricamente (Yegian, 1980) y la otra a partir de

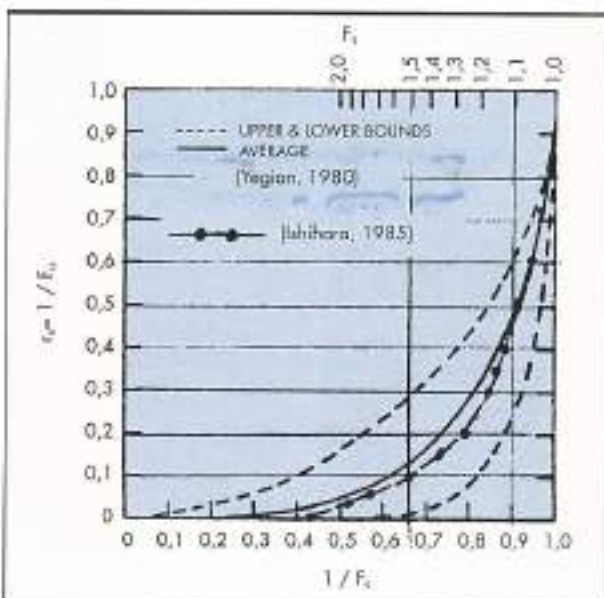


FIGURA 4. Relación entre los coeficientes de seguridad a licuefacción en presiones intersticiales, F_u , y en presiones totales, F_t .

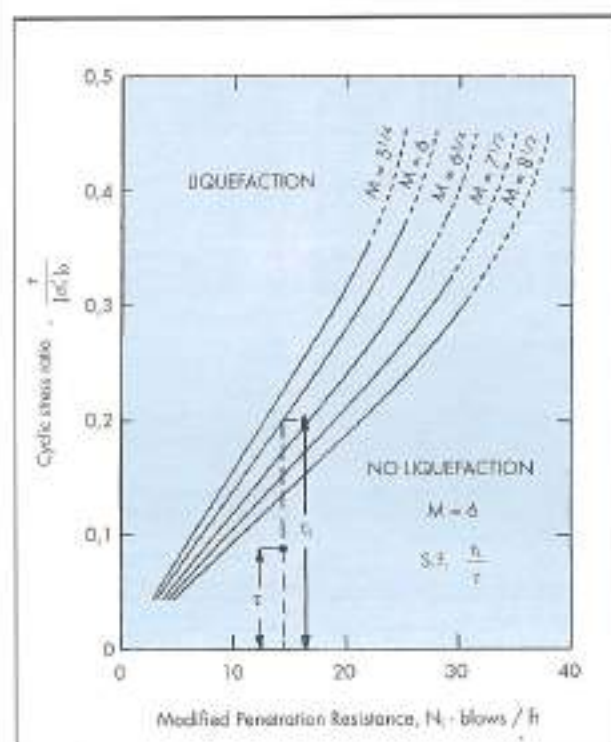


FIGURA 5. Correlación entre la relación de tensiones cíclicas y la resistencia a la penetración estática corregida (Seed, Idriss y Arango, 1983).

datos experimentales (Ishihara, 1985). Como puede apreciarse la concordancia entre ambas curvas es bastante buena.

3. MODELIZACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN

Operando en presiones totales, sólo es posible modelizar el potencial de licuefacción de un suelo utilizando métodos empíricos, como el denominado gráfico de penetración de Seed (Seed et al, 1983) o métodos semiempíricos, ya sean en tensiones cíclicas (Seed e Idriss, 1971) o en deformaciones cíclicas (Talaganov, 1986).

Los métodos empíricos (Fig. 5) están actualmente muy difundidos en la práctica profesional, por su simplicidad y por el hecho comprobado de que el parámetro utilizado para calcular la vulnerabilidad del terreno (la resistencia a la penetración estática corregida, N_1) se correlacionan globalmente mejor con los factores que controlan la licuefacción que ningún otro parámetro del suelo. Otra ventaja de estos métodos es que permiten efectuar determinaciones del área epicentral de terremotos históricos a partir de evidencias comprobadas de la ocurrencia de licuefacción en varios emplazamientos (Arango et al, 1995; Fig. 6).

Por lo que respecta a los métodos semiempíricos, se observan dos tendencias:

- sustituir la curva experimental de la tensión que produce la licuefacción (Fig. 7) por la deducida a partir del gráfico de Seed, eliminando de esta forma el uso de ensayos de laboratorio, inciertos y dependientes de un gran número de factores (ver Apdo. 5).

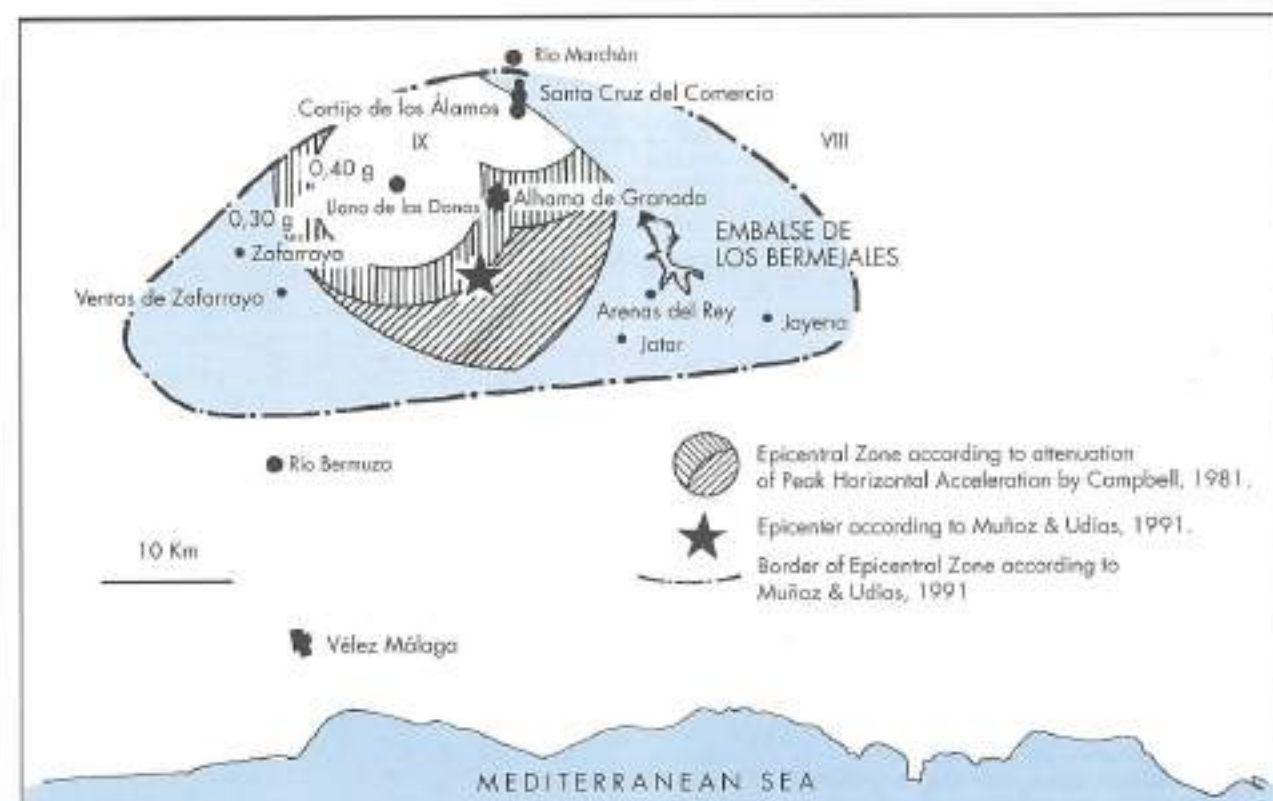


FIGURA 6. Localización epicentral del terremoto de Andalucía de 25-12-1884 a partir de observaciones de licuefacción en los sitios subrayados (Arango, Blázquez, Chacón y López Casado, 1995).

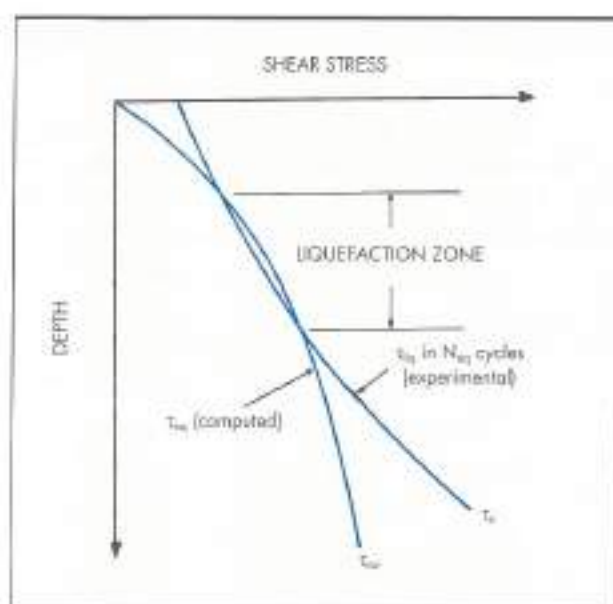


FIGURA 7. Método simplificado en tensiones cíclicas para la evaluación del potencial de licuefacción (Seed e Idriss, 1971).

- b) utilizar de forma creciente los métodos en deformaciones cíclicas, que incorporan el parámetro r_u (grado de licuefacción) para definir el punto de licuefacción y son menos sensibles a la secuencia de carga y al método de preparación de muestras.

Los métodos analíticos (propriadamente numéricos) requieren el uso de presiones efectivas para modelizar el potencial de licuefacción y permiten utilizar como excitación registros de acelerogramas reales o simulados. Estos métodos se basan en las dos ecuaciones siguientes:

$$\Delta u_w = \frac{\Delta \sigma'_v}{C_b + nC_v} \quad (11-1)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{k}{\gamma_w C_b} \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial u_s}{\partial t} \quad (11-2)$$

donde:

C_b = coeficiente de compresibilidad del esqueleto sólido

C_w = coeficiente de compresibilidad del agua ($C_w \ll C_b$)

n = porosidad

k = coeficiente de permeabilidad

La ecuación (11-1) cuantifica el mecanismo de generación de presiones intersticiales sin drenaje en el suelo, $u_s(t)$, y puede deducirse bien empíricamente (Martin, Finn y Seed, 1975) bien utilizando el modelo generalizado de Biot para medios inelásticos bifase (Bazant y Krizek, 1975).

En cuanto a la ecuación (11-2), se aplica a suelos con drenaje y responde al balance entre la presión intersticial generada por el terremoto y la disipada en cada instante por consolidación del terreno, $u(t)$. En la Figura 8 (Blázquez, 1978) se muestra un ejemplo teórico de aplicación de las ecuaciones (11-1) y (11-2) para el caso de suelo sin drenaje ($k = 0$) y agua incompresible ($C_w = 0$). Los efectos de amplificación del movimiento sísmico en la superficie por efecto del terreno y pérdida progresiva de la resistencia a esfuerzo cortante a la cota en que se produce la licuefacción son evidentes.

La última novedad en métodos analíticos la constituyen los denominados modelos elastoplásticos de licuefacción, muchos de los cuales introducen el concepto de "líneas de transformación de fase" para identificar el estado de licuefacción inicial del suelo (Ishihara et al, 1975). La interpretación de estas rectas en el diagrama p - q es que, en la región comprendida entre las líneas de colapso de Mohr-Coulomb y las líneas de transformación de fase, el suelo desarrolla grandes deformaciones: el previbrado es pernicioso (fenómeno de la relicuefacción) y el material tiende a deformarse como un fluido altamente viscoso. Por el contrario, en la región delimitada por las líneas de transformación de fase las deformaciones son pequeñas, se manifiesta el fenómeno de dilatación y el previbrado es beneficioso, lo que se traduce en un cambio abrupto de la trayectoria de tensiones efectivas al pasar de una región a otra (Finn, 1981; Fig. 9).

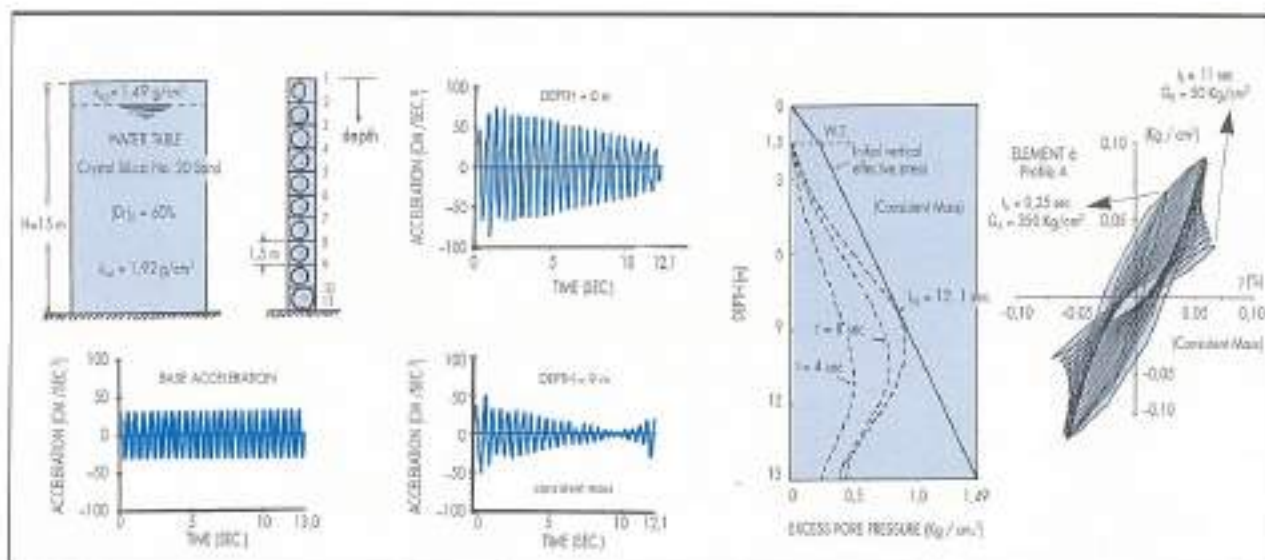


FIGURA 8. Respuesta sísmica en tensiones y aceleraciones de un estrato de arena saturada sin drenaje sometido a una excitación armónica en la base (Blázquez, 1978).

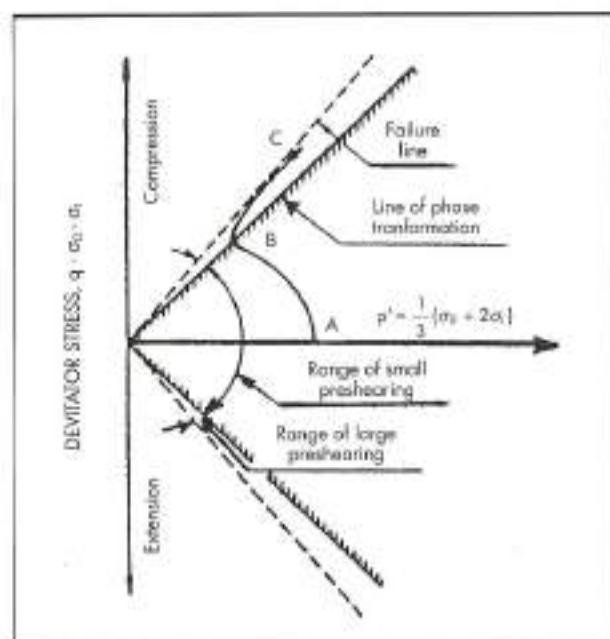


FIGURA 9. Transformaciones de fase de la arena en procesos de licuefacción (Finn, 1981).

4. ASPECTOS SISMOLÓGICOS

Se plantean a dos niveles:

- parámetros sísmicos indicativos de la ocurrencia de licuefacción
- forma de los registros de aceleración en terreno licuado

En uno y otro caso se trata de identificar criterios simples, basados en la Sismología Ingeniería, que pudieran dar

una primera pista sobre la posibilidad de licuefacción de un determinado emplazamiento. En esta línea se sitúan las investigaciones de Kuribayashi y Tatsuoka (1975), Youd (1977), Papadopoulos y Lekopoulos (1993) y Yanagisawa y Ohmiya (1988). Los tres primeros estudios citados concluyen que la magnitud sísmica se correlaciona linealmente con el logaritmo de la distancia epicentral de emplazamientos donde se ha registrado licuefacción (Fig. 10), existiendo un límite inferior de la magnitud ($M=5.0$), por debajo de la cual los efectos del fenómeno —si se produce— no son observables. Este valor límite parece estar asociado con el valor umbral de la deformación tangencial necesario para que la presión intersticial residual crezca monótonicamente en los ensayos de laboratorio, específicamente $\gamma = 10^{-2}\%$ (Fig. 11).

Tanto si se alcanza la licuefacción como si no, el valor máximo de la presión hidrodinámica en un estrato, u_{max} , se correlaciona mejor con la velocidad pico del movimiento del suelo en la superficie, v_{max} , que con la aceleración pico (Fig. 12). Ello es debido a que la velocidad del movimiento horizontal está íntimamente ligada con la deformación por cizalla del material en suelos blandos, al igual que la aceleración lo está con la resistencia a esfuerzo cortante del terreno en suelos duros. Los estudios publicados hasta la fecha (Midorikawa y Wakamatsu, 1988) demuestran que puede tomarse 15 cm/seg como el límite inferior de la velocidad pico necesaria para la ocurrencia de licuefacción.

Los acelerogramas registrados en suelos licuados (Figs. 13-a y 13-b) presentan como característica común la aparición en la fase de postlicuefacción de ondas de alta frecuencia superpuestas, a modo de rizado, sobre una onda portadora de baja frecuencia y amplitud decreciente. Una posible explicación de este hecho, debida a Faccioli (1973), se muestra en la Figura 13-c.

5. ASPECTOS GEOTÉCNICOS

El modelo de generación de las presiones intersticiales dinámicas en procesos de licuefacción (ecs. 11) ha permitido en

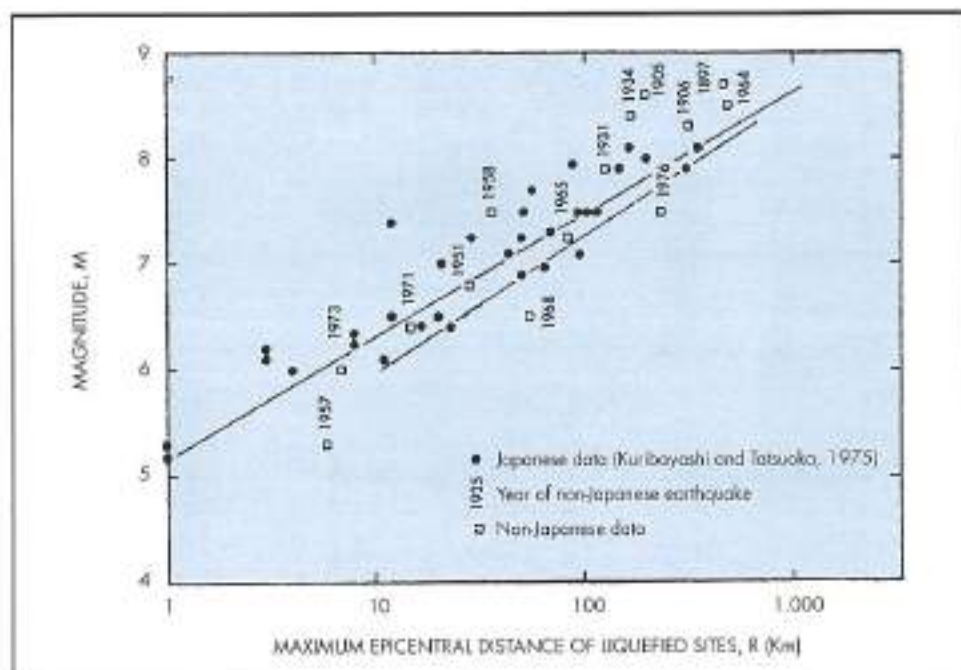


FIGURA 10. Correlación entre magnitud y distancia epicentral en emplazamientos donde ha habido licuefacción (Youd, 1977).

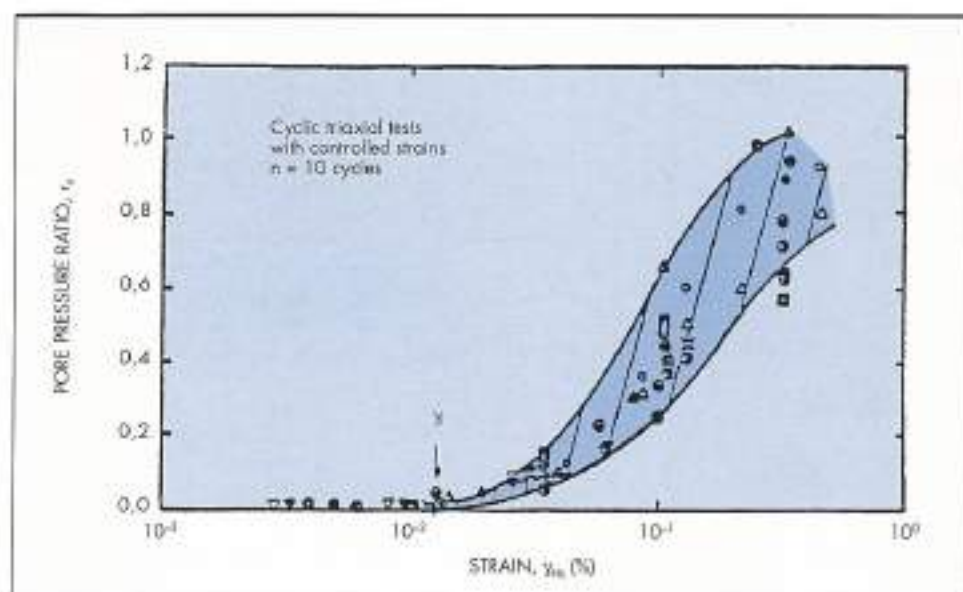


FIGURA 11. Valor umbral de la deformación tangencial para la ocurrencia de licuefacción (Tokagawa, 1986).

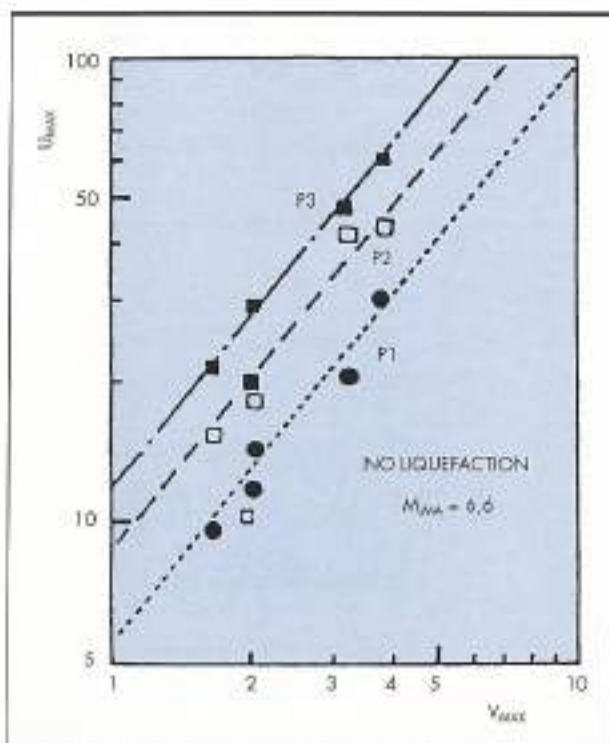


FIGURA 12. Correlación entre presión hidrodinámica máxima, u_{max} , y velocidad pico del movimiento sísmico en la superficie del estrato licuable, v_{max} (Yanagisawa y Ohmiya, 1988).

los últimos años dilucidar el efecto de determinados factores que gobiernan el fenómeno, así como acotar el rango de validez de los ensayos cíclicos en laboratorio.

Concretamente, centrándonos al caso de **suelo sin drenaje** (ec. 11-1), los siguientes factores han sido cuantificados:

- deformabilidad del sistema de ensayo
- grado de saturación

- bidireccionalidad de las acciones sísmicas horizontales
- aleatoriedad de la secuencia de carga

La deformabilidad del sistema de ensayo (célula porta-muestras, membranas, etc), suponiendo el agua incompresible, se traduce en una variación no nula en el volumen de huecos que se obtiene al sustraer el rebote elástico de la densificación experimentada por el suelo. En ausencia de drenaje, dicho cambio neto de volumen se traduce en una presión de poros dada por:

$$\Delta u_v = \frac{\Delta \epsilon^v}{C_h + C_c} = \frac{\Delta \epsilon^v}{C_h(1 + C_R)} \quad (12)$$

donde C_c es la compresibilidad del sistema de confinamiento de la muestra y $C_R = C_c/C_h$ es la relación de deformabilidad de la técnica de ensayo.

El efecto de C_R sobre las curvas de licuefacción (Martín, Finn y Seed, 1978) se muestra en la Fig. 14, tanto en tensiones cortantes (Fig. 14-a), como en presiones intersticiales (Fig. 14-b). Es evidente que si $C_R \neq 0$, las presiones $u_v(t)$ medidas son menores que las generadas por el modelo teórico ($C_R = 0$) y hay que corregirlas, ya que los errores de ensayo están del lado de la inseguridad.

Análogamente se procede para cuantificar la incidencia del grado de saturación de la muestra, S_r , sobre el tiempo de licuefacción. En este caso la ec. (11-1) sigue siendo válida, siempre que se corrija al alza la compresibilidad del agua por efecto de la expulsión de las burbujas de aire disueltas en la misma. Aplicando la fórmula de Koning (1963):

$$C_w = C_{w0} S_r + \frac{1 - S_r}{u_g^*} \quad (13)$$

donde:

u_g^* = presión intersticial absoluta.

$\left\{ \begin{array}{l} C_w \\ C_{w0} \end{array} \right\}$ = coeficiente de compresibilidad del agua $\left\{ \begin{array}{l} \text{con} \\ \text{sin} \end{array} \right\}$ burbujas de aire

y sustituyendo en la ec. (11-1), la resistencia a licuefacción del suelo puede calcularse mediante un esquema iterativo. En la Fig. 15-a se muestran los resultados de un cálculo de

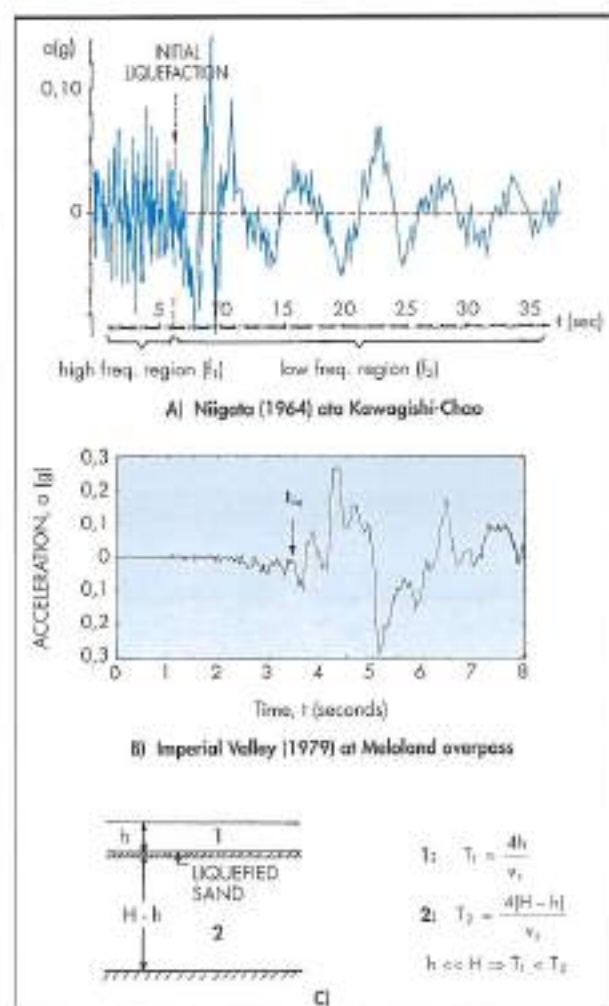


FIGURA 13. Acción sismática de la arena líquida (c) sobre acelerogramas registrados en la superficie de estratos sometidos a licuefacción (a y b), [Faccioli, 1973].

este tipo (Martín et al., 1978), los cuales pueden compararse con los datos de ensayos triaxiales de Xia y Hu (1991) recogidos en la Fig. 15-b. Es evidente que las arenas semisaturadas son mucho menos vulnerables a la licuefacción que las arenas saturadas, y además el fenómeno es muy sensible a pequeñas variaciones en el valor de S_r .

A mayor abundamiento, en la Fig. 16 se ha dibujado el cociente de la resistencia a licuefacción de la arena semisaturada (R_u) frente a la arena saturada (R_s), versus el grado de saturación del material (Yoshimi et al., 1989). Como orden de magnitud, para $S_r = 70\%$ el valor de R_u es el triple de R_s .

La bidireccionalidad de las acciones sísmicas horizontales aumenta obviamente el ritmo de crecimiento de la presión intersticial dinámica y, por ende, el riesgo de licuefacción. Los resultados de cálculos teóricos publicados (Fig. 17) muestran que la actuación conjunta de las dos componentes de la aceleración sísmica horizontal puede provocar la aparición de licuefacción, lo que no ocurre actuando las dos componentes por separado. Más aún, se demuestra que la componente vertical del terremoto tiene una influencia mínima en la generación del fenómeno (Ghaboussi y Dikmen, 1981) y que la aplicación de reglas sencillas en relación con este

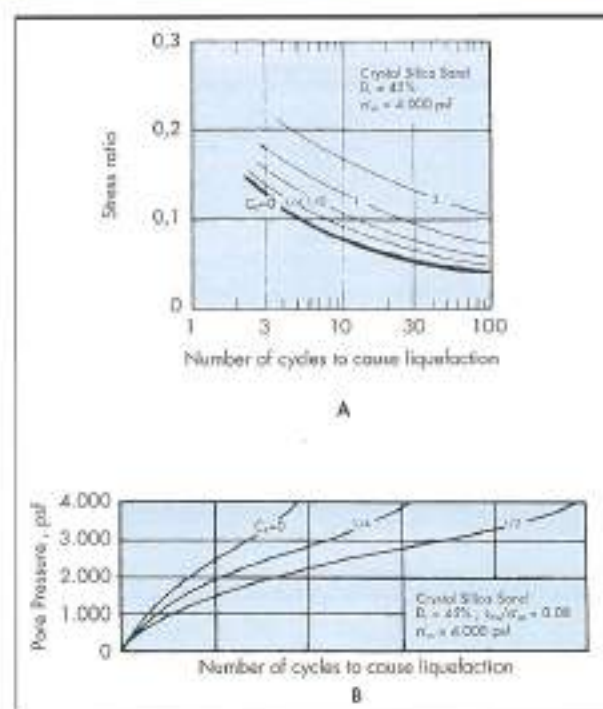


FIGURA 14. Efecto de la deformabilidad del sistema de ensayo sobre las curvas de licuefacción en tensiones constantes (a) y en presiones intersticiales (b) [Martín, Finn y Seed, 1978].

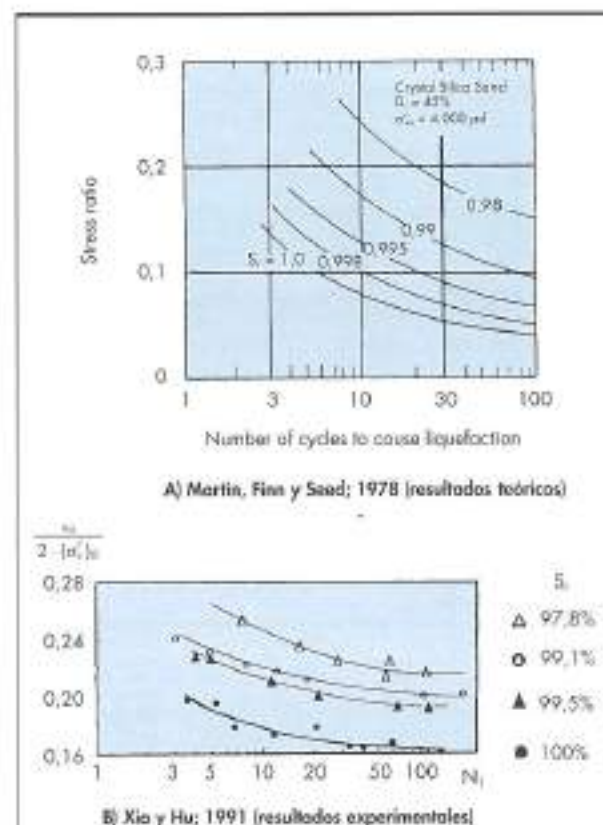


FIGURA 15. Efecto del grado de saturación en el potencial de licuefacción de la arena.

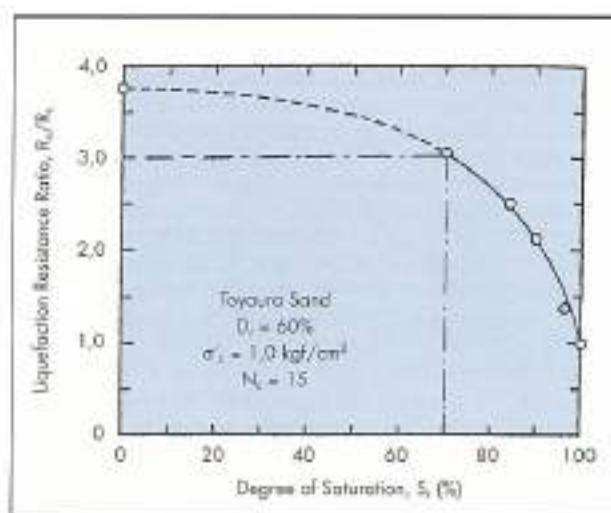


FIGURA 16. Comparación entre la resistencia a licuación de arenas saturadas y semisaturadas [Yoshimi, Tanaka y Tokimatsu, 1989].

punto —tales como reducir un 10% la relación de tensiones unidireccional necesaria para que se produzca la licuación (Seed, 1979)— puede ser inadecuada por carecer de una base experimental suficientemente sólida (Fig. 18).

La influencia del tipo de carga cíclica sobre el potencial de licuación del terreno ha sido probada analítica y experimentalmente por varios autores (Ishihara y Yasuda, 1972; Blázquez et al., 1980; Xiaoxin y Yuyong, 1992; etc). Esta influencia se manifiesta no sólo respecto de la forma de la onda (Fig. 19), sino también respecto de la variación de la amplitud en el tiempo, particularmente en el crecimiento de las presiones intersticiales (Fig. 20), que son muy sensibles a la posición de los ciclos dentro de la secuencia de carga

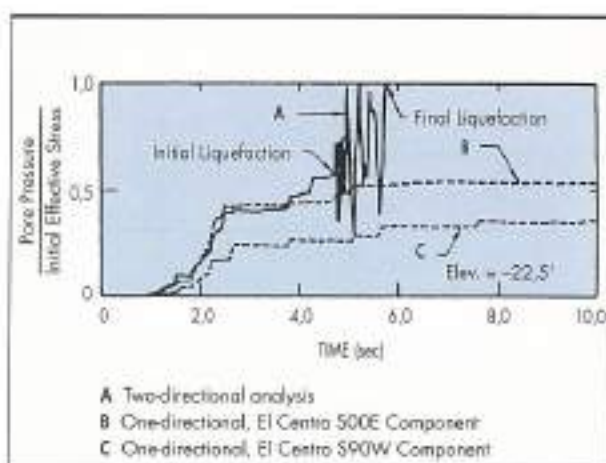


FIGURA 17. Comparación entre las historias temporales de las presiones intersticiales dinámicas en un estrato de suelo de 100 pies de potencia ($G_w = 7,500 \text{ psi}$) calculadas para uno o dos componentes horizontales del sismo [Ghobousi y Dikmen, 1981].

Blázquez (1980) y no a la frecuencia de las ondas (Yoshimi y Oh-Oka, 1975).

La conclusión anterior se refiere a ensayos cíclicos no drenados, que se caracterizan por poseer un factor hidrodinámico bajo (Whitman, 1970), es decir un tiempo de consolidación de la muestra, t_c , muy superior al de duración de la carga, T .

En el caso frecuente en que sea $t_c \approx T$ (situación de campo normal para suelos de permeabilidad media-alta) nos encontramos en una situación de **drenaje parcial** y la ecuación correcta a aplicar será la 11-2, con $k \neq 0$. Investigaciones recientes (Umehara et al., 1985) han demostrado que en estos casos el potencial de licuación disminuye; el coeficiente de reducción:

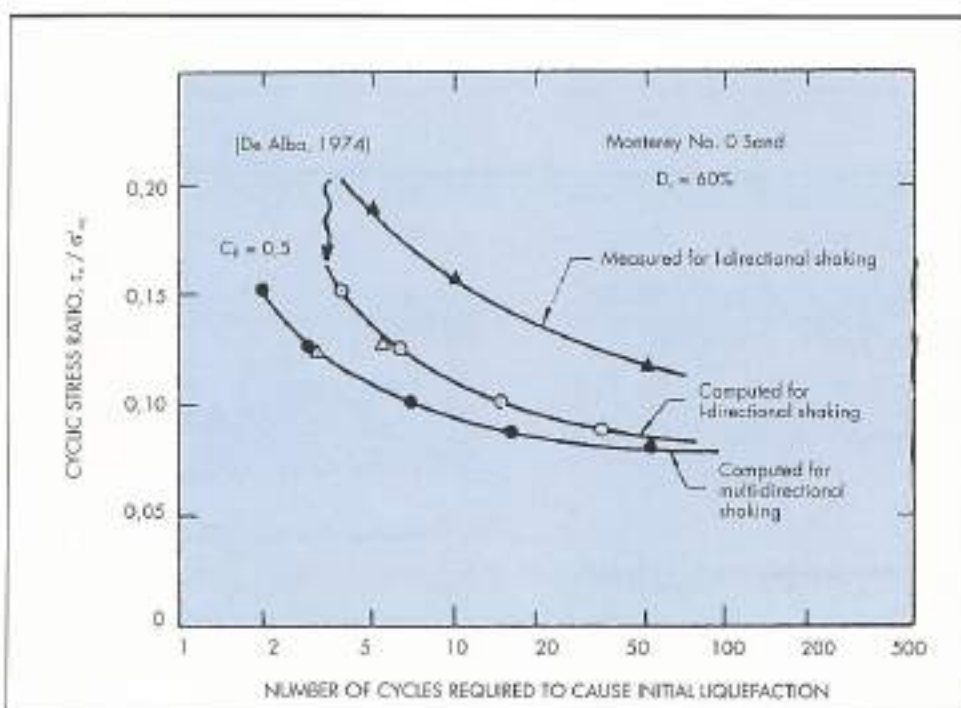


FIGURA 18. Efecto de la bidireccionalidad de la carga en ensayos de licuación en mesa vibrante [Seed, Pyke y Martin, 1978].

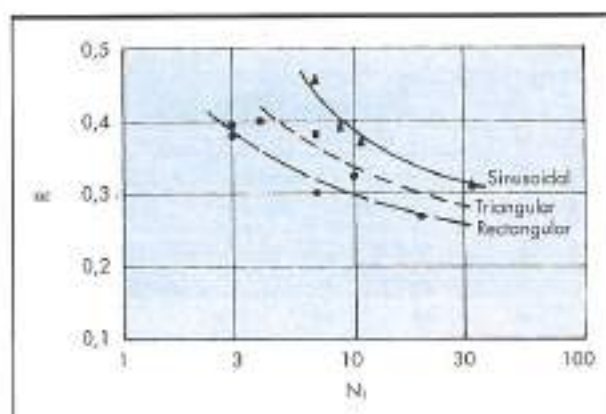


FIGURA 19. Efecto del tipo de onda en la resistencia a licuefacción (Mullis, Townsend y Hovz, 1978).

$$SR_i = \frac{R_p}{R_u} \quad (14)$$

(R_p y R_u = relaciones de tensiones en licuefacción en los casos de drenaje parcial y no drenaje, respectivamente) depende fuertemente del coeficiente de permeabilidad, k , la frecuencia de la excitación, f , y la longitud de la trayectoria de drenaje, l (Fig. 21). Esto explica la fuerte influencia que ejerce la presencia de lentejones de arcilla de poco espesor en el retraso de la aparición de la licuefacción en estratos de arena potencialmente licuable (Jaime et al, 1981).

Otros factores que gobiernan en mayor o menor medida el potencial de licuefacción del terreno y que han sido investigados recientemente son:

- tipo de suelo y características de los granos
- grado de cementación in situ
- tensión tangencial estática inicial

Aunque las arenas finas poco permeables son los suelos licuables por excelencia, los suelos compuestos, constituidos

por varias fracciones con tamaños y plasticidad diferentes, también están expuestos a este fenómeno. Así, es sabido que las mezclas arena-grava con una proporción de grava del 35% al 55% pueden licuar, debido a que la arena obtura los canales de drenaje de la grava alcanzándose entonces un mínimo del coeficiente de permeabilidad del suelo (Ling-yao et al, 1980). También algunos suelos cohesivos y orgánicos, como los limos no plásticos o las turbas, pueden llegar a la licuefacción completa, si bien en el primero de los casos citados se requiere un número grande de ciclos de carga para que se alcance la condición $r_u = 1$ (el fenómeno es similar en este caso a la movilidad cíclica de la arena densa; Fig. 22).

En determinadas circunstancias la forma de las partículas —aun reconociendo que es un factor de segundo orden frente a la distribución granulométrica o el coeficiente de uniformidad de los granos— puede ser importante a efectos de licuefacción (ej: espaldones de presas de estériles). Estudios llevados a cabo por Vaid et al (1985) han demostrado que los suelos con partículas angulosas son susceptibles de licuar, incluso para densidades relativas del 90%, si la presión efectiva de confinamiento es alta; para presiones bajas, por el contrario, la resistencia a la licuefacción aumenta considerablemente, a igualdad de granulometría, con relación a la de los suelos con partículas redondeadas (Fig. 23).

La cementación de los granos, ya sea por causas naturales o artificiales aumenta notablemente la resistencia a licuefacción del suelo, incluso si el peso específico se mantiene constante (Fig. 24). Además, en el caso de arenas cementadas, la presión intersticial cíclica normalizada, r_u (r_{u0}) crece más rápidamente que para las arenas no cementadas (Fig. 25), debiendo sustituirse la ecuación típica de generación de las presiones dinámicas (Seed et al, 1976):

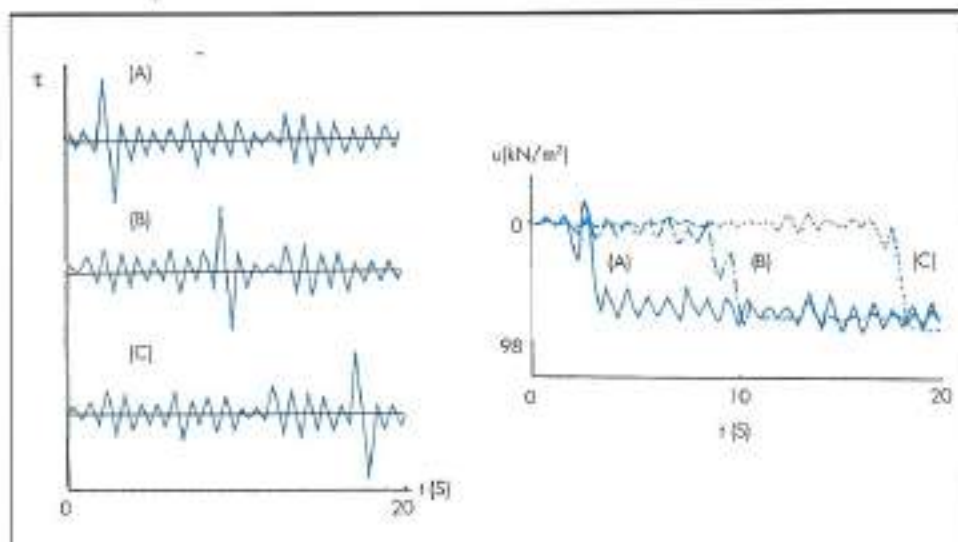
$$r_u = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \arcsin(2r_N / \alpha^{-1}) \quad (15-1)$$

por la expresión (Iwabuchi, 1986):

$$r_u = \beta(r_N)^{\gamma} \quad (15-2)$$

donde β y γ son constantes que dependen del material.

FIGURA 20. Efecto de la aleatoriedad de la secuencia de ciclos de carga en el proceso de licuefacción (Xiao y Yuyang, 1992).



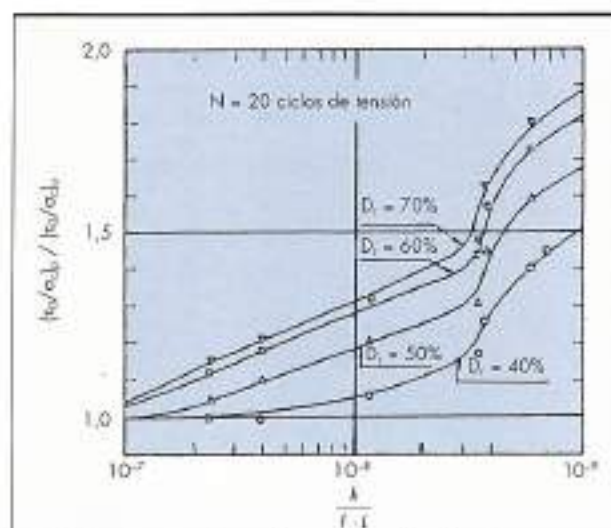


FIGURA 21. Comparación entre la resistencia a licuefacción de arenas totalmente drenadas y con drenaje parcial (Umezawa, Zen y Hamada, 1985).

El efecto de la tensión cortante estática inicial $(\tau_0)_s$ (ver Fig. 1-a) sobre la resistencia a la licuefacción no ha sido aún suficientemente explorado. Hasta ahora la práctica común ha sido ignorar este efecto en el cálculo, si bien se presenta in situ con bastante frecuencia (superficie del terreno no horizontal, edificios adyacentes, etc.). No obstante investigaciones recientes (Rollins y Seed, 1990) parecen demostrar que, cerca de una estructura, la resistencia a la licuefacción de la arena muy suelta, $\tau_0/(\sigma'_{v0})_s$, disminuye con relación a la predicción en campo libre, mientras que la de la arena media aumenta. El coeficiente de corrección:

$$R_s = \frac{(\tau_0)_{campo\ libre}}{(\tau_0)_{suelo\ real}} \quad (16)$$

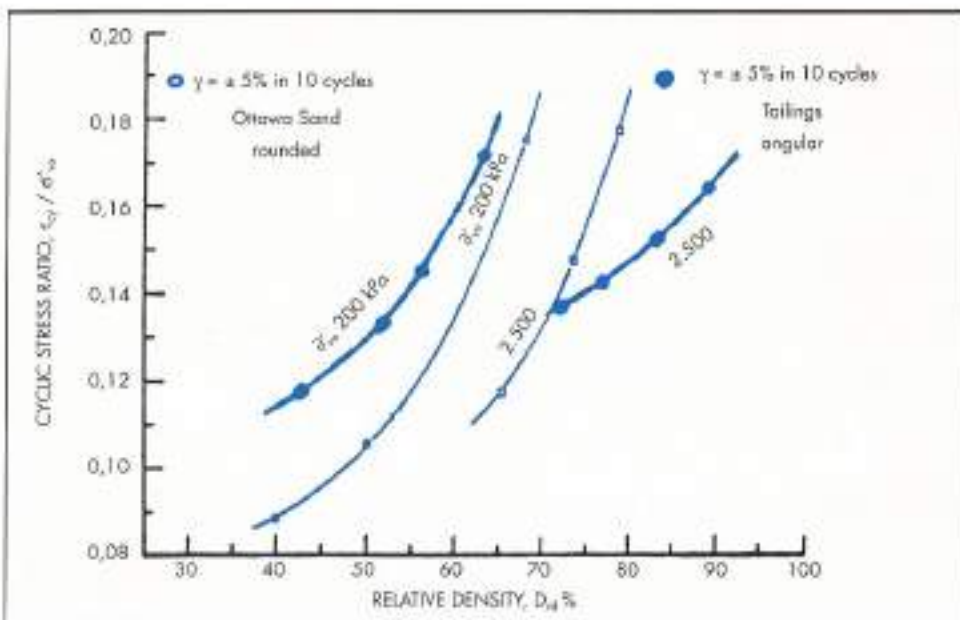


FIGURA 23. Resistencia a la licuefacción de arenas angulosas y redondeadas de igual graduación a distintas presiones de confinamiento (Vaid, Chern y Tam, 1985).

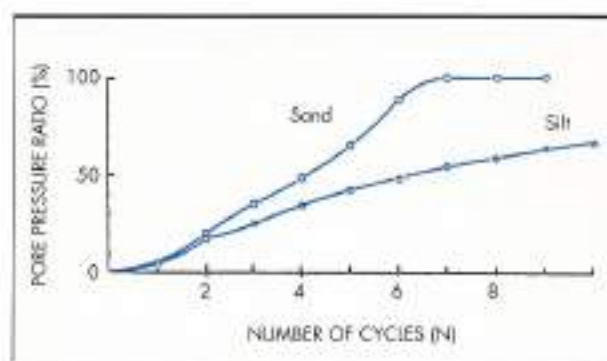


FIGURA 22. Curvas de licuefacción típicas de la arena suelta y el limo no plástico (Singh, 1988).

es función del cociente adimensional $\alpha = (\tau_0)_s / (\sigma'_{v0})_s$ y se representa en la Figura 26.

6. NORMATIVA

El cálculo del potencial de licuefacción de un depósito de suelo no ha sido aún incorporado a la Normativa Sismorresistente Española. En la anterior Norma, PDS-1 (1974), sólo se hace referencia indirecta al fenómeno en los comentarios del Artículo 4.13, donde se dice que para los suelos no rocosos (fangos, gravas y arenas sueltas, y gravas y arenas consolidadas), cuando la velocidad de propagación de las ondas elásticas de compresión sea inferior a 2.000 m/s y cuando la superficie de cimentación se encuentre bajo el nivel freático, se tomarán para el factor de cimentación los valores correspondientes al terreno de categoría inmediatamente inferior en relación con su rigidez.

La Norma actual, NCSE-94, sí cita directamente el fenómeno, pero no en el articulado sino en los comentarios al Artículo C.2.3.1, donde dice textual y escuetamente: "habrá de

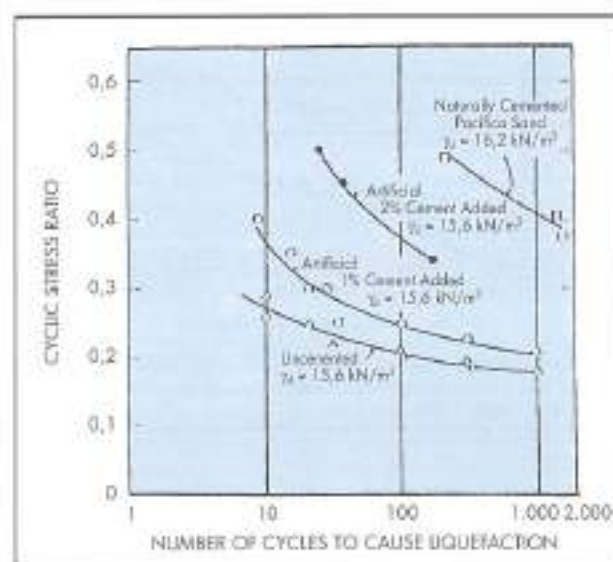


FIGURA 24. Resistencia a licuefacción de arenas cementadas (natural o artificialmente) y arena no cementada (Clough, Iwabuchi, Rod y Koppusamy, 1989).

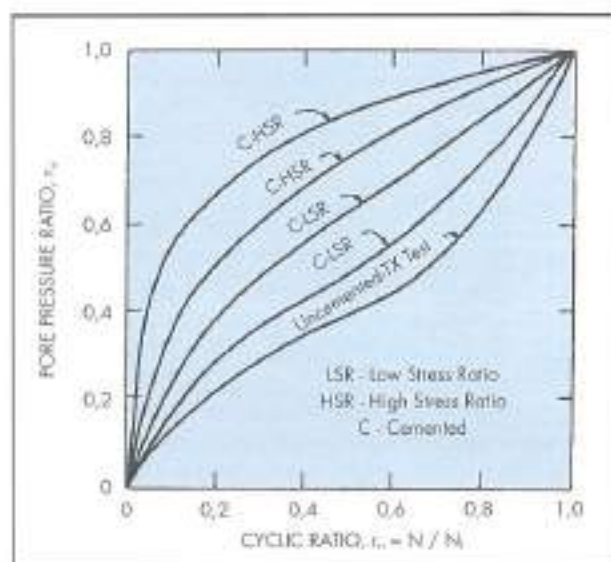


FIGURA 25. Esquemas de curvas de licuefacción normalizadas de arenas cementadas y no cementadas para distintas condiciones de carga (Clough, Iwabuchi, Rod y Koppusamy, 1989).

analizarse la licuación de los suelos susceptibles a la misma⁷.

Mucho más explícitas son las Recomendaciones del Código ATC-3 (1978) o las Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes (Reglamento INPRES-CIRSOC 103; 1983); en ambos códigos se establecen como métodos estándar para el cálculo de la licuefacción el método empírico y el método semiempírico en tensiones cíclicas, con coeficientes de seguridad respectivos de 1,5 y 1,3 en el ATC-3, y 1,6 y 1,4 en las Normas Argentinas.

Estas últimas proporcionan además, un nomograma que permite estimar el potencial de licuefacción de un suelo dinámicamente inestable en función de la ubicación y profundidad del estrato, su resistencia a la penetración estática y la granulometría del material (Fig. 27). En los casos de pro-

habilidad de licuefacción intermedia y/o construcción importante o de alto riesgo cimentada sobre arena o limo saturado en zona de peligrosidad sísmica media o alta, la Norma IC-103 exige realizar un estudio específico local del riesgo de licuefacción.

En la misma línea de la Norma Argentina se sitúan las prescripciones de la Prenorma Europea (Eurocódigo 8), que dedica el Artículo 4.1.3 de la Parte 5 ("Cimentaciones, Estructuras de Contención de Tierras y Aspectos Geotécnicos") a la definición y cálculo de la licuefacción del terreno. De forma resumida puede decirse que el Eurocódigo 8 añade al criterio penetrométrico habitual del método empírico un criterio adicional de cantidad y plasticidad de finos, así como ciertas limitaciones respecto a la profundidad del terreno y la agitación del emplazamiento.

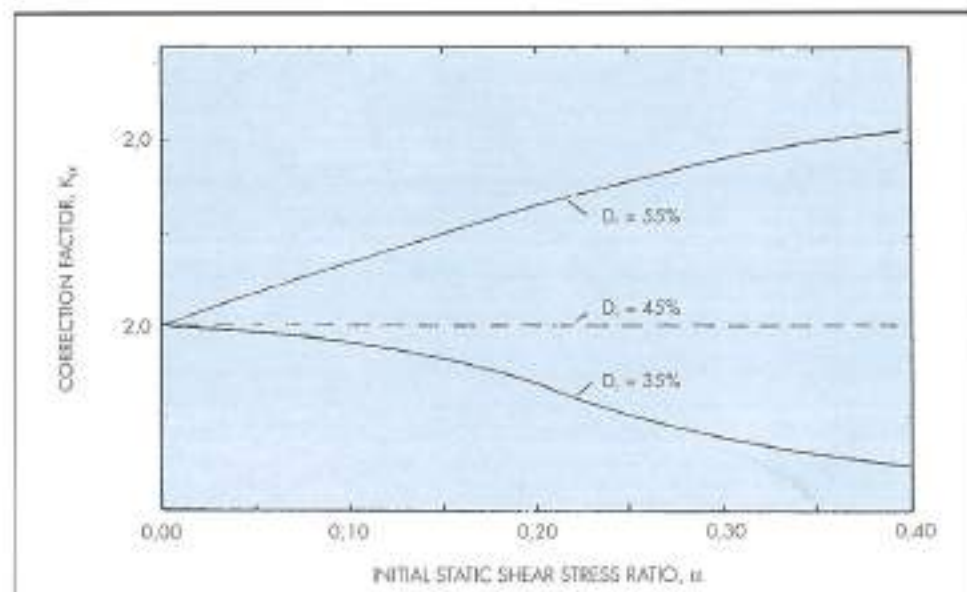


FIGURA 26. Coeficiente de corrección de la resistencia a licuefacción de la arena en función de las tensiones estáticas iniciales (Rollins y Seed, 1990).

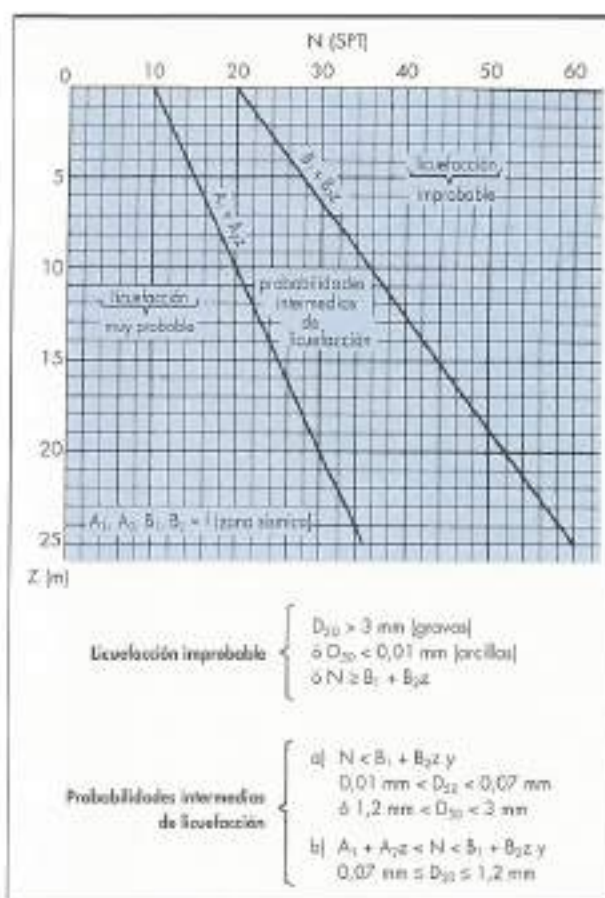


FIGURA 27. Gráfica para el análisis preliminar del potencial de licuefacción de un depósito de suelo situado en zona sísmica 4 (sismicidad alta) en Argentina (Norma IC-103).

Así, dice el Eurocódigo, "no es necesario tener en cuenta el fenómeno de la licuefacción cuando concurren una o varias de las circunstancias siguientes:

- profundidad del estrato de arena saturada superior a 15 m desde la superficie del terreno
- aceleración de cálculo en la superficie del terreno inferior a $0,15 g$, siendo:
 - % arcillas $> 20\%$ e índice de plasticidad > 10
 - % limos $> 10\%$ y $N_1^{(m)} > 20$
 - porcentaje de finos despreciables y $N_1^{(m)} > 25$

($N_1^{(m)}$ = valor SPT corregido y normalizado a una energía de impacto igual al 60% de la energía teórica de caída libre de la maza).

En cuanto al coeficiente de seguridad asociado al método empírico, se considera que, para una tensión cortante inducida por el terremoto igual al 80% de la tensión crítica dada por el abaco de Seed (Fig. 5), el coeficiente de seguridad a la licuefacción es 1,25 y el suelo es susceptible de licuar. Hay que resaltar que el Eurocódigo 8 reduce notablemente los requisitos de seguridad al aplicar el método empírico con relación al ATC o las Normas Argentinas. Ello se debe a que las observaciones de campo se han multiplicado mucho con relación a las disponibles a principios de la década de los ochenta.

Sin embargo el Eurocódigo 8 recomienda no aplicar el gráfico de Seed cuando los suelos potencialmente licuables se presenten en lentejones de pequeño espesor o cuando haya un contenido de grava sustancial, ya que los datos de observaciones son insuficientes, por ahora, para construir un gráfico de licuefacción fiable en esos casos.

7. COMENTARIOS FINALES

El avance registrado en los últimos quince años en la comprensión y modelización de los fenómenos de licuefacción ha sido muy notable. Se detectan en este proceso dos tendencias muy acusadas, aparentemente contradictorias (Blázquez, 1994):

- una profundización cada vez mayor en los fundamentos mecánicos del fenómeno y el desarrollo paulatino de modelos analíticos de cálculo, capaces de cuantificar el efecto del gran número de factores, tanto geotécnicos como sismológicos, que gobiernan el fenómeno.
- un uso extensivo, a nivel profesional, de métodos empíricos (a veces muy conservadores y dependientes del emplazamiento), cuya simplicidad compite a veces ventajosamente con la sofisticación e incertidumbre de los métodos analíticos.

El futuro de la investigación en este campo es muy prometedor, toda vez que el continuo crecimiento del número de observaciones y datos instrumentales in situ permitirá, en un horizonte no muy lejano, calibrar la bondad de los distintos modelos propuestos y acortar los márgenes de error en la determinación de sus parámetros.

8. REFERENCIAS

- ARANGO, J. R.; BLÁZQUEZ, R.; CHACÓN, J. y LÓPEZ CASADO, C. (1975). "Soil Liquefaction-Potential Induced by the Andalusian Earthquake of 25 December 1864", *Journal of Natural Hazards*, Vol. 12, pp. 1-17.
- BAZANT, Z. P. y KRIZEK, R. J. (1975). "Saturated Sand as an Inelastic Two-Phase Medium", *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. 101, No. EM4, pp. 317-332.
- BLÁZQUEZ, R. (1978). "Endochronic Model for Liquefaction of Sand Deposits as Inelastic Two-Phase Media", Ph. D. dissertation, Department of Civil Engineering, Evanston, Ill., U.S.A.
- BLÁZQUEZ, R. (1981a). "Licuefacción de Suelos. Parte A: Caracterización del Fenómeno", Boletín No. 49 de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo y Cimentaciones, pp. 3-22.
- BLÁZQUEZ, R. (1981b). "Licuefacción de Suelos. Parte B: Métodos de Predicción", Boletín No. 51 de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo y Cimentaciones, pp. 3-32.
- BLÁZQUEZ, R. (1994). "Liquefaction Modelling in Engineering Practice", Proc. Tenth European Confer. on Earthg. Engin., Vienna, State-of-the-Art, Lecture, Vol. I, pp. 501-513.
- BLÁZQUEZ, R.; KRIZEK, R. J. y BAZANT, Z. P. (1980). "Site Factors Controlling Liquefaction", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 106, No. GT7, July, pp. 785-801.
- BLÁZQUEZ, R. y MARTINEZ, F. (1988). "Probabilistic Analysis of Seafloor Liquefaction", XXI, Coastal Engineering Conference, Torremolinos, Spain, June.

- FACCIOLI, E. (1973). "A Stochastic Model for Predicting Seismic Failure in a Soil Deposit", *Int. Journal of Earthq. Engin. and Struct. Dynamics*, Vol. 1, pp. 293-307.
- FINN, W. D. L. (1981). "Liquefaction Potential: Developments since 1976", *Proc. Int. Conf. on Recent Advances in Geotech. Engin. and Soil Dynamics*, Univ. of Missouri-Rolla, Mo., April, pp. 655-681.
- FINN, W. D. L. (1988). "Dynamic Analysis in Geotechnical Engineering", *Earthquake Engineering and Soil Dynamics II - Recent Advances in Ground-Motion Evaluation*, Geotechnical Special Publication, No. 20, ASCE, New York, N.Y., pp. 525-591.
- GHAOUSSI, J. y DIKMEN, S. U. (1981). "Liquefaction Analysis for Multidirectional Shaking", *Journal of the Geotechnical Engin. Div., ASCE*, Vol. 107, No. GT 5, pp. 605-627.
- ISHIHARA, K. (1985). "Stability of Natural Deposits during Earthquakes", *Proc. 11 Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Engin.*, San Francisco, Ca., Vol. I, pp. 321-376.
- ISHIHARA, J. y YASUDA, S. (1972). "Sand Liquefaction due to Irregular Excitation", *Soils and Foundations*, Vol. 12, No. 4, pp. 65-77.
- ISHIHARA, K.; F. TATSUOKA y S. YASUDA (1975). "Undrained Deformation and Liquefaction of Sand under Cyclic Stresses", *Soils and Foundations*, Vol. 15, No. 1, March, pp. 29-44.
- IWABUCHI, J. (1986). "The Influence of Cementation on Liquefaction Resistance of Sands", PhD thesis, Dept. of Civil Engin., Virginia Polytechnic and State Univ., Blacksburg, Va.
- JAIME, A.; MONTAÑEZ, L. y ROMO, M. P. (1981). "Liquefaction of the Enmedio Island Soil Deposits", *Proc. Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthq. Engin. and Soil Dynamics*, Univ. of Missouri-Rolla, Mo., April, pp. 529-534.
- KONING, J. L. (1963). "Some Observations on the Modulus of Compressibility of Water", *Proceedings European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 33-36.
- KURIBAYASHI, E. y TATSUOKA, F. (1975). "Brief Review of Liquefaction during Earthquakes in Japan", *Soils and Foundations*, Vol. 15, pp. 81-92.
- LINGYAO, L.; KUEIFEN, L. y DONGPING, B. (1980). "Earthquake Damage of Baihe Earth Dam and Liquefaction Characteristics of Sand and Gravel Materials", *Seventh World Conference on Earthquake Engineering (Istanbul)*, Vol. 3, pp. 171-178.
- MARTIN, G. R.; FINN, W. D. L. y SEED, H. B. (1975). "Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 101, No. GT 5, pp. 423-438.
- MARTIN, G. R.; FINN, W. D. L. y SEED, H. B. (1978). "Effects of System Compliance on Liquefaction Tests", *Journal of the Geotechnical Engin. Div., ASCE*, Vol. 104, No. GT4, pp. 463-479.
- MIDORIKAWA, S. y WAKAMATSU, K. (1988). "Intensity of Earthquake Ground Motion at Liquefied Sites", *Soils and Foundations*, Vol. 28, No. 2, pp. 73-84, June.
- MULLIS, J. P.; TOWNSEND, F. C. y HOVZ, R. C. (1978). "Triaxial Testing Techniques and Sand Liquefaction", *Dynamic Geotechnical Testing*, ASTM, Publ. No. STP 654, pp. 265-279.
- PAPADOPOULOS, G. A. y LEFKOPOULOS, G. (1993). "Magnitude-Distance Relations for Liquefaction in Soil from Earthquakes", *B.S.S.A.*, Vol. 83, No. 3, pp. 925-938, June.
- ROLLINS, K. M. y SEED, H. B. (1990). "Influence of Buildings on Potential Liquefaction Damage", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116, No. 2, pp. 165-185.
- SEED, H. B. (1968). "The Fourth Terzaghi Lecture: Landslides during Earthquakes due to Liquefaction", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 94, No. SM5, Sept, pp. 1053-1122.
- SEED, H. B. (1979). "Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground during Earthquakes", *Journal of Geotechnical Engin., ASCE*, Vol. 105, No. GT2, Feb., pp. 201-255.
- SEED, H. B. y IDRISS, I. M. (1971). "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 97, No. SM9, pp. 1249-1273.
- SEED, H. B.; IDRISS, I. M. y ARANGO, I. (1983). "Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data", *Proc. ASCE*, Vol. 109, GT3, pp. 458-482.
- SEED, H. B.; MARTIN, P. P. y LYSEMER, J. (1976). "Pore-Water Pressure Changes during Soil Liquefaction", *Journal of Geotech. Engin., ASCE*, Vol. 102, No. GT4, April, pp. 323-346.
- SEED, H. B.; PYKE, R. M. y MARTIN, G. R. (1978). "Effect of Multidirectional Shaking on Pore Pressure Development in Sands", *Journal of Geotech. Engin., ASCE*, Vol. 104, No. GT1, pp. 27-44, Jan.
- SINGH, S. (1988). "Liquefaction Criteria for Silts", *Proceed. IX WCEE, Tokyo-Kyoto, Japan*, Vol. III, pp. 231-236.
- TALAGANOV, K. V. (1986). "Determination of Liquefaction Potential of Level Site by Cyclic Strain", Report IZIS 86-129, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Kiril and Metodij", Skopje, Yugoslavia, Sept.
- TALAGANOV, K. V. (1992). "Application of Strain Approach for Investigation of Post-Initial Liquefaction Behaviour of Soils", *Proc. 10WCEE, Madrid*, Vol. 3, pp. 1389-1394.
- UMEHARA, Y.; ZIN, K. y HAMADA, K. (1985). "Evaluation of Soil Liquefaction Potentials in Partially Drained Conditions", *Soils and Foundations*, Vol. 25, No. 2, pp. 57-72, June.
- VAID, Y. P.; CHERN, J. C. y TUMI, J. (1985). "Confining Pressure, Grain Angularity, and Liquefaction", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 111, No. 10, pp. 1229-1235.
- WHITMAN, R. V. (1970). "The Response of Soils to Dynamic Loadings" (Final Report), Contract Report No. 3-26, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.
- XIA, H. y HU, T. (1991). "Effects of Saturation and Back Pressure on Sand Liquefaction", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 117, No. 9, pp. 1347-1362.
- XIAOXIN, Z. y YUYONG, L. (1992). "Sand Behavior under Irregular Loading", *Proc. 10 WCEE, Madrid*, Vol. 3, pp. 1413-1416.
- YANAGISAWA, E. y OHMIYA, H. (1988). "In-Situ Measurement of Pore Water Pressure during Earthquakes", *Proc. IX WCEE, Tokyo-Kyoto, Japan*, Vol. III, pp. 189-194.
- YEGIAN, M. K. (1980). "Empirical Procedure for Pore Pressure Prediction in Sands", *Proc. VII WCEE, Istanbul*, Vol. 3, pp. 313-320.
- YOSHIMI, Y. y OH-OKA, H. (1975). "Influence of Degree of Shear Stress Reversal on the Liquefaction Potential of Saturated Sand", *Soils and Foundations*, Vol. 15, No. 3, pp. 27-40.
- YOSHIMI, Y.; TANAKA, K. and TOKIMATSU, K. (1989). "Liquefaction Resistance of a Partially Saturated Sand", *Soils and Foundations*, Vol. 29, No. 3, pp. 157-162.
- YOUNG, T. L. (1977). "Discussion of" Brief Review of Liquefaction during Earthquakes in Japan", *Soils and Foundations*, Vol. 17, pp. 82-85.